

新潟県中越地震で被害を受けた橋梁の損傷の詳細分析

九州工業大学

学生会員

宮菫雅裕

九州工業大学

正会員

幸左賢二

パシフィックコンサルタンツ(株)

正会員

濱本朋久

日本道路公団

正会員

猪熊康夫

1. はじめに

新潟県中越地震は、道路橋を始めとして数多くの構造物に多大な被害をもたらした。被災事例の中で、修正震度法で設計された対象橋梁は桁遊間量が小さく上部構造桁端部と橋台の衝突が確認された。本稿では、桁衝突による損傷が顕著であった橋梁を対象に非線形時刻歴応答解析により、実損傷の発生原因の推定および橋台による水平変位抑制効果の検証を行った。

2. 構造緒元と被害概要

本橋は図-1に示すように河川を渡河する橋長209.0mのPC3径間連続箱桁橋であり、中間支点部の桁高5.0m、有効幅員10m、支間長は62.4m+90.0m+55.4m=207.8mである。また、A1橋台の形状は高さ24.186m、パラペット高さ3.302m、パラペット厚さは0.800mとなっており、8室の隔壁を有する構造である。橋脚の形状は、P1、P2橋脚は単柱式矩形断面であり、高さはそれぞれ16.930m、18.230m、となっている。P3橋脚は隣接の中空床版と掛け違いになっており、高さ16.000mである。支承構造については、P1橋脚が固定、その他の橋脚は可動である。次に、損傷状況は図-1の①～⑥に示すように、上部構造桁端部、橋台、橋脚、支承、伸縮装置の各部材において損傷が確認された。特にA1橋台では写真-1に示すように桁衝突によるパラペットのかぶりコンクリートの剥離やめり込みが確認された。

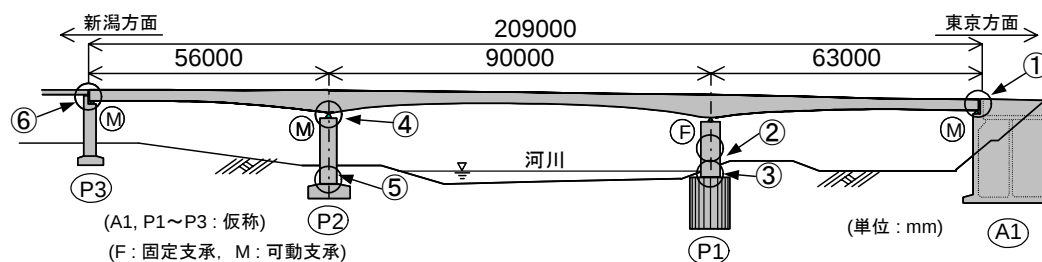


図-1 対象橋梁



写真-1 桁衝突の痕跡

3. 地震応答解析

(1) 解析モデル

解析モデルは、橋梁全体系の2次元フレームモデルを用いている。本解析では、橋台の水平変位抑制効果に着目しているので隣接橋との衝突の影響は考慮していない。各橋脚は弾塑性はり要素としており、ひび割れを考慮したトリリニア型の武田モデル(剛性低下率 $\gamma=0.4$)を用いている。また、P1橋脚に関しては主鉄筋の段落しがされているため、橋脚の短辺長を定着長として考慮している。なお、P1橋脚では段落し部においてせん断ひび割れが発生しているが、ひび割れが貫通するまでには至っていないため、最大せん断耐力に達していないと考え、今回は曲げ耐力を評価するモデルを設定している。一方、A1橋台は弾性はり要素、主桁および基礎は剛部材とし、支承、背面土、基礎はそれぞれ線形バネ要素としている。桁衝突バネは、桁衝突時の橋台の想定破壊面を考慮し、既往の局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の押し抜きせん断実験結果を参考に衝突時のバネ剛性、パラペットのせん断耐力を設定した。

(2) 解析ケースと解析手法

本解析で用いる入力地振動は、新潟県中越地震時に川口町で観測された気象庁川口町川口(E-W)波形を用いた。解析ケースは表-1に示すように、橋台抵抗バネのバネ定数をパラメータとして4ケース設定した。Case1を標準ケースとして桁衝突を考慮するケース。Case2を標準ケースの1/100倍程度の非常に剛性の小さい抵抗バネを設定し、模擬的に桁衝突を考慮しないモデ

表-1 解析ケースとバネ定数

解析ケース	バネ定数(MN/mm)	遊間(mm)
Case1	39.8	90
Case2	0.398	90
Case3	398.0	90
Case4	3.98	90

ルとしている。また、地震応答解析における数値積分にはニューマークの β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔は $\Delta t=1/20000$ 秒としている。また、各非線形部材の履歴減衰の他に粘性減衰定数として、主桁および橋脚は2%、基礎は20%、橋台たて壁は5%、橋台パラペット部と剛部材は0%とし、橋全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いている。

4. 解析結果

(1) 上部構造の応答結果

主桁端部の時刻歴応答変位を図-3に示す。なお、図中の負の方向はA1橋台側、正の方向がP3橋脚側となっている。また、対象橋梁の遊間量は0.09mであるので、上部構造の応答変位が0.09mに達すると桁端部が衝突したことになる。したがって、Case1の場合は合計4回、A1橋台に主桁が衝突する結果となっている。なお、最大応答変位は0.102mとなっていることから、主桁端部が0.01m程度パラペットにめり込む結果となり、実損傷とほぼ一致する。また、Case2の最大応答変位は0.295mであるので、上部構造の水平変位が1/3程度に抑制されることが確認できた。なおここでは示していないが、可動支承の応答変位も図-3とほぼ同じ最大変位を示し、支承の設計移動可能量は、A1橋台0.060m、P2橋脚0.075m、P3橋脚0.085mとなっており遊間量よりも小さいため、今回のような大規模地震動が作用した場合、橋台抵抗の有無によらず損傷する結果となる。

(2) 下部構造の応答結果

P1橋脚の段落し部および基部における応答履歴を図-4、5にそれぞれ示す。これによると橋台抵抗の有無に寄らず、段落し部、基部ともに降伏し、非線形状態となっていることが分かる。しかしながら、橋台抵抗を考慮することで主桁端部の水平変位が抑制され、橋脚基部の最大応答塑性率は2/3に、段落し部の最大応答塑性率は半分に低減されていることが分かる。ここで各ケースの損傷形態の違いを図-6に示す。Case1の場合は上部構造の応答変位が最大でも0.1m程度に抑制される結果、橋脚基部の許容曲率は超えるものの、崩壊に至るような大きな損傷が生じなかったと考えられる。同様に、段落し部のせん断損傷に関しても最大で12mm程度の大きな斜めひび割れが生じているが、主桁の水平変位が抑制された結果、P1橋脚の変位が拘束され、終局にまで至らなかったと考えられる。一方で、橋台の抵抗を考慮しないCase2では、上部構造の応答変位が大きく出る結果、P1橋脚の段落し部、基部ともに許容曲率を超えて致命的な損傷に至る可能性がある。

5. まとめ

- (1) 桁衝突による損傷評価の結果、橋台の拘束効果を考慮したCase1では、上部構造の最大応答変位は0.102mとなり、Case2の最大応答変位0.295mの約1/3程度に低減される。
- (2) 上部構造の水平変位が抑制されることで、P1橋脚の最大応答も低減され、損傷は発生するが橋脚が倒壊するような被害には至らなかった可能性が高い。

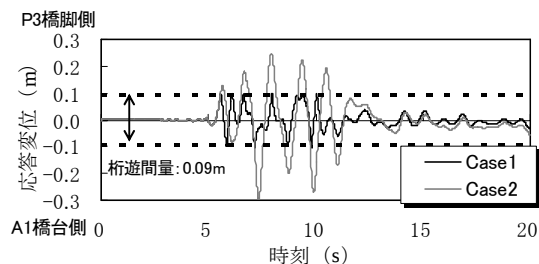


図-3 時刻歴応答変位 (主桁端部)

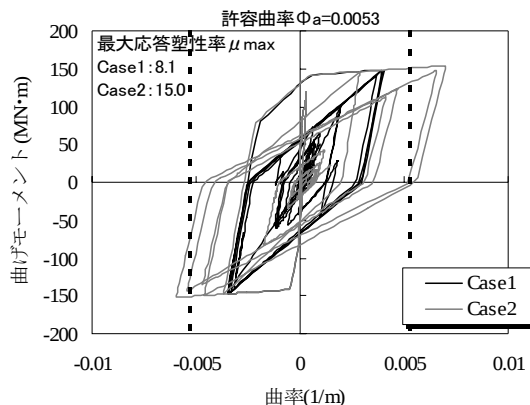


図-4 P1橋脚段落し部の応答履歴

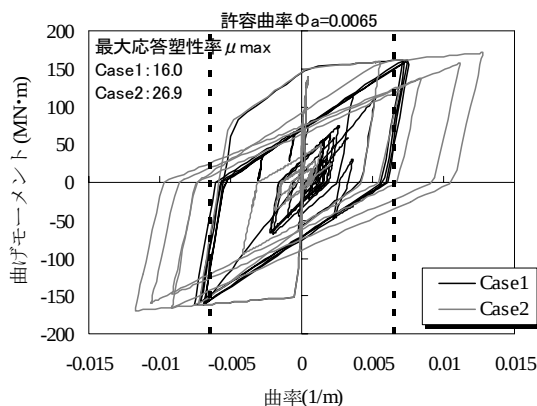


図-5 P1橋脚基部の応答履歴

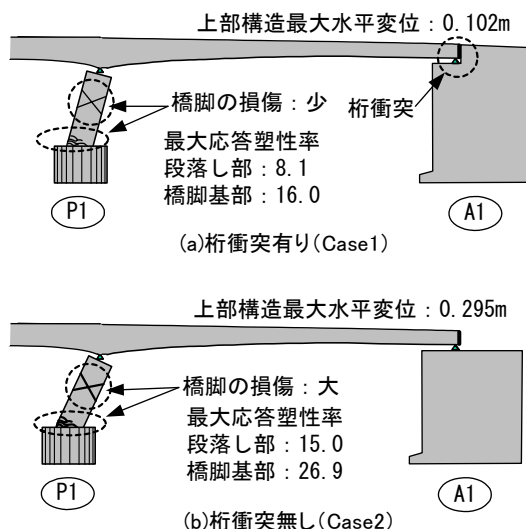


図-6 各ケースの損傷形態の違い